

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Suatu bangunan harus mempunyai pondasi yang mampu mendukung beban bangunan tersebut. Pondasi merupakan bagian yang sangat penting dalam sebuah konstruksi bangunan karena pondasi lah yang memikul, menopang, dan menahan beban-beban di atasnya supaya bangunan mampu berdiri kokoh. Perencanaan pondasi suatu bangunan harus diperhatikan dengan baik karena apabila terjadi penekanan terhadap tanah yang berlebihan maka dapat menyebabkan penurunan yang besar bahkan dapat mengakibatkan keruntuhan suatu bangunan. Oleh karena itu dibutuhkan suatu pemilihan jenis pondasi sesuai dengan kondisi yang ada. Hal-hal yang harus diperhatikan dalam memilih pondasi yang akan digunakan adalah seperti berikut (Suyono,1984) :

a. Keadaan tanah pondasi

Pondasi berada di posisi paling bawah suatu bangunan, yang menyebabkan pondasi berhubungan langsung dengan tanah. Sehingga tanah berpengaruh penting terhadap pemilihan jenis pondasi. Dalam memilih pondasi terdapat faktor-faktor tanah yang perlu dipertimbangkan yaitu jenis tanah, kedalaman tanah keras, daya dukung tanah, dan lain-lain.

b. Batasan akibat struktur atasnya

Kondisi beban struktur atas yang meliputi berat beban struktur atas, arah gaya beban, penyebaran beban serta sifat dinamis yang dimiliki oleh suatu struktur. Batasan keadaan dari lingkungan sekitar

Dalam melakukan pembangunan juga harus memperhatikan keadaan sekitar lingkungan, supaya dalam pembangunannya tidak mengganggu bangunan yang telah berdiri sebelumnya.

c. Biaya dan waktu pekerjaan

Biaya dan waktu juga menjadi pertimbangan karena merupakan satu kesatuan yang tidak bisa dipisahkan dan merupakan hal yang dan berhubungan dengan manajemen konstruksi supaya mampu mencapai kondisi yang tepat serta ekonomis.

Pondasi suatu bangunan diharapkan mampu mendukung dan menopang beban struktur di atasnya pada batasan-batasan yang telah ditentukan. Untuk mengetahui kemampuan yang dimiliki pondasi dalam mendukung beban di atasnya yaitu ditentukan oleh kapasitas daya dukung pondasi.

2.2 Jenis-Jenis Pondasi

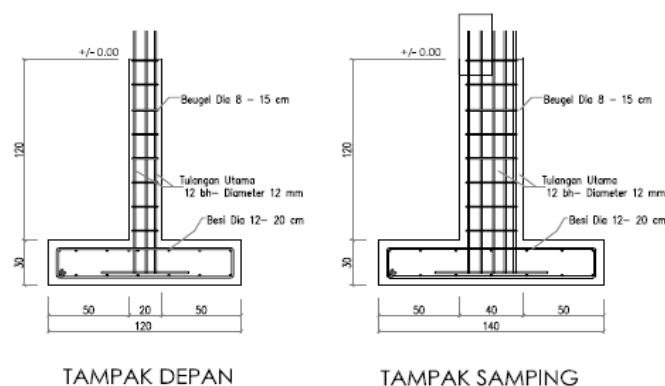
Pemilihan bentuk pondasi dipengaruhi oleh kondisi tanah dan berat bangunan nya, sedangkan untuk kedalaman pondasi dipengaruhi oleh letak nya tanah padat pada suatu tempat dimana pondasi akan dibangun. Berdasarkan kedalamannya jenis-jenis pondasi dibedakan menjadi 2 yaitu:

2.2.1 Pondasi dangkal (*shallow foundation*)

Dikatakan pondasi dangkal karena pondasi ini memiliki kedalaman yang relatif dangkal (kurang dari 3 meter) dan dekat dengan permukaan tanah. Pondasi dangkal meliputi:

a. Pondasi Telapak

Pondasi telapak pada umumnya digunakan pada bangunan bertingkat 2 atau 3 lantai dengan kedalaman mencapai kurang lebih 1 hingga 2 meter, namun kedalaman harus disesuaikan hingga mencapai tanah keras. Pondasi yang berbentuk telapak ini terbuat dari beton bertulang dan di desain berada di bawah kolom (Gambar 2.1).

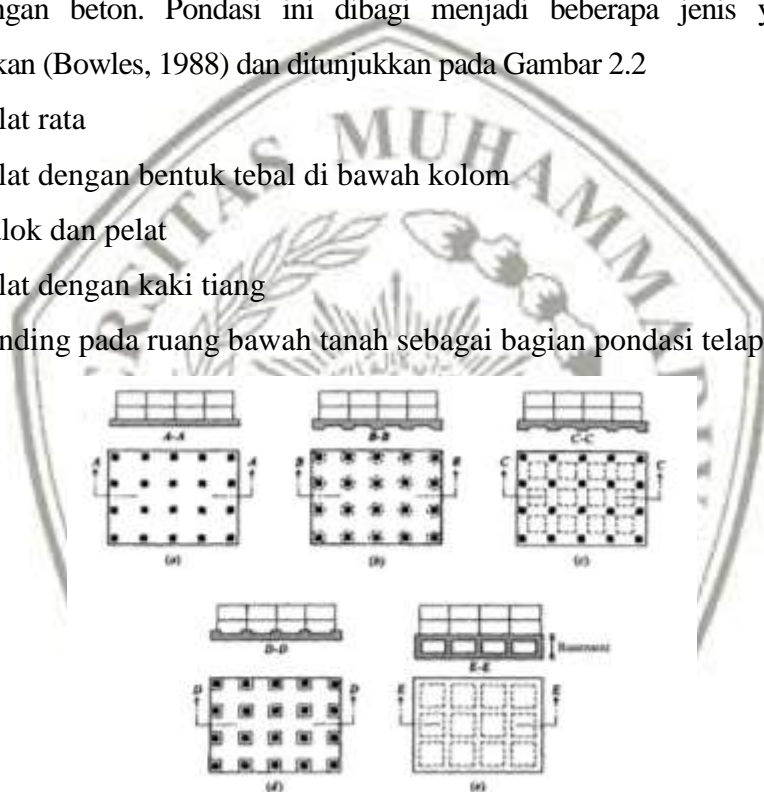


Gambar 2.1 Pondasi Telapak (Proyek Sipil, 2012)

b. Pondasi Rakit

Pondasi rakit (*raft/mat foundation*) merupakan pondasi dangkal yang berbentuk melebar mengikuti bentuk dasar suatu bangunan dengan ketebalan tertentu. Pondasi ini dipakai pada suatu tanah dengan daya dukung rendah. Terzaghi dan Peck (1948) menyarankan apabila 50% dari luas bangunan terpenuhi oleh luasan fondasi, maka akan lebih menekan biaya serta ekonomis jika menggunakan pondasi rakit karena dapat menghemat biaya penggalian tanah serta penulangan beton. Pondasi ini dibagi menjadi beberapa jenis yang sering digunakan (Bowles, 1988) dan ditunjukkan pada Gambar 2.2

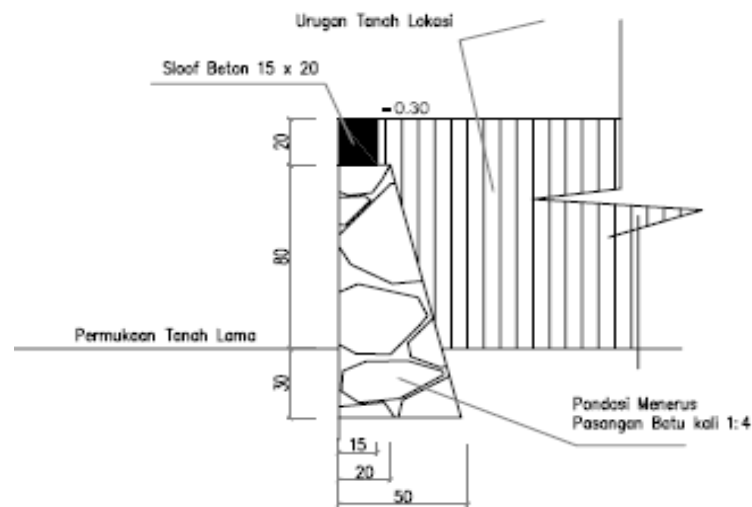
- a. Pelat rata
- b. Pelat dengan bentuk tebal di bawah kolom
- c. Balok dan pelat
- d. Pelat dengan kaki tiang
- e. Dinding pada ruang bawah tanah sebagai bagian pondasi telapak



Gambar 2.2 Jenis-jenis pondasi rakit (Bowles, 1988)

c. Pondasi Memanjang

Pondasi memanjang atau pondasi menerus atau pondasi jalur merupakan pondasi dangkal yang berbentuk menerus dan memanjang yang dapat digunakan sebagai pendukung beban garis maupun beban memanjang, misalnya untuk mendukung beban dinding maupun beban dari kolom yang mempunyai jarak berdekatan (Gambar 2.3). Material yang bisa digunakan pada pondasi menerus ini misalnya seperti: batu pecah, pasangan batu kali, pasangan batu bata, dan cor.



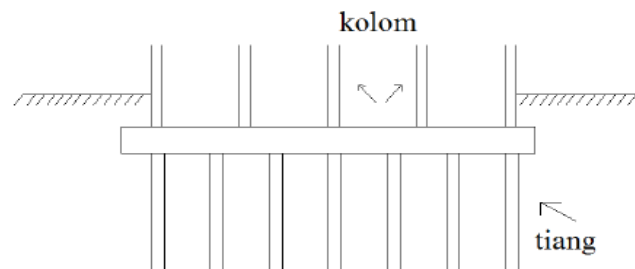
Gambar 2.3 Pondasi Memanjang (Khedanta, 2012)

2.2.2 Pondasi dalam (*deep foundation*)

Pondasi ini digunakan apabila tanah dengan kedalaman tertentu tidak mampu menahan beban yang ada atau dikatakan tanah tidak cocok sehingga dibutuhkan kedalaman yang lebih untuk mencapai tanah keras. Biasanya digunakan pada bangunan-bangunan tinggi dan kedalaman pondasi bisa mencapai lebih dari 3 m di bawah permukaan tanah. Yang termasuk pondasi dalam yaitu:

a. Pondasi Tiang

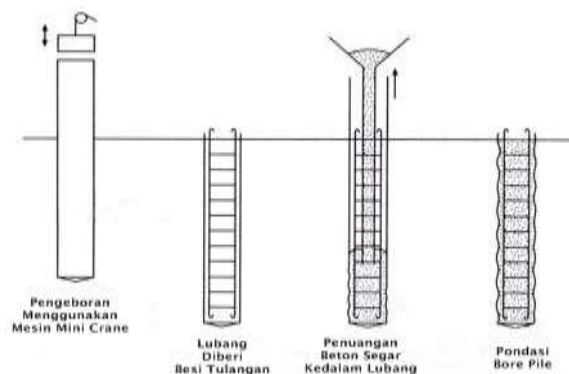
Merupakan sebuah tiang yang dipancangkan ke dalam tanah sampai mencapai kedalaman tertentu dengan tujuan untuk menyalurkan dan meneruskan beban dari struktur atas ke tanah pendukung. (Gambar 2.4). Material tiang pancang ini bisa berbahan dari kayu, baja, maupun beton. Metode pelaksanaan nya yaitu tiang ini dipukul dan dibor ke dalam tanah kemudian dihubungkan menggunakan *pile cap*. Pondasi jenis ini digunakan ketika tanah pada kedalaman dangkal tidak stabil dan tidak kuat dalam mendukung beban di atasnya, sedangkan letak tanah kerasnya terlalu dalam.



Gambar 2.4 Pondasi Tiang (Hardiyatmo, 1996)

b. Pondasi Sumuran (*Bore Pile*)

Pondasi sumuran atau biasa disebut *bore pile* merupakan pondasi yang pelaksanaannya dengan cara melakukan penggalian tanah berbentuk menyerupai sumur dengan diameter tertentu kemudian diberikan suatu tulangan dan dicor di tempat tersebut sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 2.5. Pondasi dalam ini mempunyai kelebihan yaitu ramah lingkungan karena pelaksanaannya tidak menyebabkan bising seperti pelaksanaan pada pondasi tiang pancang, cocok digunakan pada lingkungan yang padat bangunan. Namun pelaksanaan pondasi ini memerlukan peralatan yang besar dan pengecorannya dipengaruhi oleh kondisi cuaca.



Gambar 2.5 Pondasi Sumuran (Universitas Diponegoro, 2010)

2.3 Pembebanan

Dalam merencanakan suatu pondasi maka diperlukan perhitungan pembebanan oleh struktur atas untuk mengetahui nilai beban yang akan diterima oleh suatu pondasi sehingga kita bisa menentukan dimensi pondasi yang sesuai dan diperlukan untuk menahan beban tersebut. Berdasarkan arah kerjanya,

pembebanan dibedakan menjadi 2 yaitu beban arah vertikal dan beban arah horizontal. Beban vertikal adalah beban yang terjadi akibat dari berat bangunan itu sendiri atau biasa disebut beban mati. Sedangkan beban horizontal terjadi akibat aktivitas alam seperti angin dan gempa.

2.3.1 Beban Mati (D)

Beban mati merupakan beban yang berasal dari seluruh berat komponen penyusun bangunan tersebut, meliputi berat dinding, balok, kolom, lantai, atap, plafon, tangga, maupun komponen *finishing* dan arsitektural dll. Beban ini bersifat tetap, tidak berpindah, maupun tidak terpisah dengan bangunan. Beban mati ini disimbolkan dengan huruf D atau *Dead Load*.

2.3.2 Beban Hidup (L)

Beban hidup disini adalah seluruh beban yang tidak termasuk dalam beban mati. Beban ini tidak tetap dan bisa berpindah-pindah. Beban ini berasal dari beban pengguna atau penghuni dari suatu bangunan tersebut termasuk barang-barang yang terdapat pada bangunan. Besarnya beban hidup juga tergantung dari fungsi bangunan itu sendiri. Beban hidup disimbolkan dengan huruf L atau *Live Load*.

2.3.3 Beban Gempa (E)

Gempa merupakan salah satu aktivitas alam yang tidak dapat kita cegah maupun hindari dan bisa terjadi kapan pun dan dimana pun. Bangunan yang semakin tinggi akan mengalami ketidakstabilan apabila mendapatkan gaya horizontal berupa gaya gempa. Oleh karena itu dalam merencanakan suatu bangunan khususnya bangunan tinggi diperlukan suatu perhitungan beban gempa supaya pondasi suatu bangunan mampu menahan gaya gempa yang terjadi.

Pada perencanaan pondasi ini, perhitungan beban gempa akan dianalisa dengan mengacu pada peraturan SNI 1727:2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung. Dalam menganalisis beban gempa menggunakan dua metode yaitu metode statik ekuivalen dan metode respon spektra. Langkah-langkah menghitung beban gempa selanjutnya akan dibahas lebih rinci pada penjelasan berikut.

2.3.3.1 Faktor Keutamaan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Pada SNI 1726:2012 setiap bangunan berdasarkan jenis pemanfaatannya dibedakan menjadi 4 kategori risiko. Selanjutnya kategori risiko tersebut mempunyai suatu faktor keutamaan (I_e) sebagaimana pada Tabel 2.1, sedangkan kategori risiko bangunan gedung dan non gedung disajikan pada Tabel 2.2.

Tabel 2.1 Faktor Keutamaan Gempa

| Kategori Risiko | Faktor Keutamaan Gempa, I_e |
|-----------------|-------------------------------|
| I atau II | 1,0 |
| III | 1,25 |
| IV | 1,50 |

Sumber: SNI 1726 (2012:15)

Tabel 2.2 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

| Jenis Pemanfaatan | Kategori risiko |
|---|-----------------|
| <p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat | IV |

Sumber: SNI 1726 (2012:15)

2.3.3.2 Klasifikasi Situs

Untuk menentukan besarnya percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka perlu diklasifikasikan sebagaimana pada Tabel 2.3, berdasarkan pada 30 m lapisan tanah paling atas.

Tabel 2.3 Klasifikasi Situs

| Kelas Situs | Jenis |
|-------------|--|
| SA | Batuan keras |
| SB | Batuan |
| SC | Tanah keras, sangat padat dan batuan lunak |
| SD | Tanah sedang |
| SE | Tanah lunak |
| SF | Tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti |

Sumber: SNI 1726 (2012:17)

2.3.3.3 Koefisien Situs dan Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum

Untuk menentukan faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (F_a) dapat dilihat pada Tabel 2.4, sedangkan untuk faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik dapat dilihat pada Tabel 2.5

Tabel 2.4 Koefisien situs, F_a

| Kelas situs | Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, $T = 0,2$ detik, S_s | | | | |
|-------------|--|-------------|--------------|-------------|-----------------|
| | $S_s \leq 0,25$ | $S_s = 0,5$ | $S_s = 0,75$ | $S_s = 1,0$ | $S_s \geq 1,25$ |
| SA | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| SB | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| SC | 1,2 | 1,2 | 1,1 | 1,0 | 1,0 |
| SD | 1,6 | 1,4 | 1,2 | 1,1 | 1,0 |
| SE | 2,5 | 1,7 | 1,2 | 0,9 | 0,9 |
| SF | SS ^b | | | | |

Sumber: SNI 1726 (2012:22)

Tabel 2.5 Koefisien situs, F_v

| Kelas situs | Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_I | | | | |
|-------------|--|-------------|-------------|-------------|----------------|
| | $S_I \leq 0,1$ | $S_I = 0,2$ | $S_I = 0,3$ | $S_I = 0,4$ | $S_I \geq 0,5$ |
| SA | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| SB | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| SC | 1,7 | 1,6 | 1,5 | 1,4 | 1,3 |
| SD | 2,4 | 2 | 1,8 | 1,6 | 1,5 |
| SE | 3,5 | 3,2 | 2,8 | 2,4 | 2,4 |
| SF | SS ^b | | | | |

Sumber: SNI 1726 (2012:22)

Menghitung spektrum respons percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) dapat ditentukan dengan persamaan berikut:

$$S_{MS} = F_a S_S \quad (2.1)$$

$$S_{MI} = F_v S_I \quad (2.2)$$

Keterangan:

S_{MS} : Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek

S_{MI} : Parameter spektrum respons percepatan pada periode 1 detik

F_a : Faktor koefisien periode pendek

F_v : Faktor koefisien periode 1,0 detik

S_S : Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode pendek

S_I : Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode 1,0 detik

Sedangkan untuk mendapatkan nilai S_S dan S_I didapat dari sebuah peta yang dapat diakses pada situs puskim.pu.go.id/aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/.

2.3.3.4 Parameter Percepatan Spektral Desain

Setelah mendapatkan nilai S_{MS} dan S_{MI} selanjutnya menentukan nilai parameter percepatan spektral desain menggunakan rumusan berikut:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.3)$$

$$S_{DI} = \frac{2}{3} S_{MI} \quad (2.4)$$

2.3.3.5 Spektrum Respon Desain

Untuk menentukan spektrum respon desain suatu wilayah maka ditentukan oleh ketentuan sebagai berikut:

1. Apabila periode lebih kecil dari T_0 , maka nilai spektrum respon desain atau S_a diambil berdasarkan persamaan berikut:

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.5)$$

1. Apabila periode lebih besar atau sama dengan T_0 dan lebih kecil atau sama dengan T_s , maka nilai spektrum respons atau S_a sama dengan S_{DS} .

2. Apabila perioda lebih besar dari nilai T_s , maka spektrum respons desain atau S_a , ditentukan dengan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.6)$$

Keterangan:

S_{DS} : Parameter pendek respons spektral percepatan desain pada perioda

S_{D1} : Parameter detik respons spektral percepatan desain pada perioda 1,0

T : Perioda getar fundamental struktur

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.7)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.8)$$

2.3.4 Kombinasi Beban

Beban yang terdiri lebih dari satu macam diperlukan suatu rumusan kombinasi pembebanan. Berikut adalah faktor kombinasi pembebanan berdasarkan Peraturan SNI 1727-2013 pada Tabel 2.6.

Tabel 2.6 Kombinasi Pembebanan

| Beban | Kombinasi Ultimit |
|--------------------|--|
| Beban Mati | 1,4 D |
| Beban Hidup | 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr atau R) |
| Beban Angin | 1,2 D + 1,6 (Lr atau R) + (L atau 0,5 W) 1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (Lr atau R) 0,9 D + 1,0 W |
| Beban Gempa | 1,2 D + 1,0 E + L 0,9 D + 1,0 E |

Sumber: SNI 1727-2013

2.4 Dimensi Pondasi Rakit

Dalam merencanakan dimensi pondasi yang berupa panjang dan lebar maka dapat ditentukan dari luasan dasar bangunan itu sendiri. Sedangkan untuk merencanakan ketebalan dari pondasi rakit dapat direncanakan secara keseluruhan serta ketebalan selimut pondasi rakit terhadap tulangan.

2.4.1 Tebal Selimut Pondasi Rakit

Berdasarkan SNI 2847-2013 merencanakan tebal selimut beton dipengaruhi oleh beberapa faktor. Aturan tebal selimut beton adalah tidak boleh kurang dari ketentuan yang ada di Tabel 2.7.

Tabel 2.7 Tebal minimum selimut beton untuk tulangan

| Kondisi Beton Struktur | Selimut Beton, mm |
|--|-------------------|
| (a) Beton yang dicor diatas dan selalu berhubungan dengan tanah | 75 |
| (b) Beton yang berhubungan dengan tanah atau cuaca: | |
| Batang tulangan D-19 hingga D-57 | 50 |
| Batang tulangan D-16, kawat M-16 ulir atau polos, dan yang lebih kecil | 40 |

Sumber: SNI 2847 (2013:51)

2.4.2 Kontrol Ketebalan Pondasi terhadap Gaya Geser

Pada SNI 1728-2013 pasal 11.11 dijelaskan bahwa gaya geser pondasi di sekitar kolom, beban terpusat, atau daerah reaksi ditentukan oleh kondisi di bawah ini:

- Aksi balok dimana masing-masing penampang kritis yang diperiksa menjangkau sepanjang tiang yang memotong seluruh lebar (aksi satu arah).
- Aksi dua arah, masing-masing penampang kritis yang diperiksa harus ditempatkan sedemikian hingga perimeternya b_o adalah minimum

Sebuah desain penampang yang mengalami gaya geser harus berdasarkan pada persamaan di bawah ini :

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2.9)$$

Keterangan:

ϕ : Faktor reduksi geser, nilai = 0,75

V_n : Kekuatan geser nominal (kN)

V_u : Gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau (kN)

Dimana kekuatan geser nominal dapat dihitung dengan persamaan:

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.10)$$

dimana:

V_c : Kekuatan geser nominal oleh beton (kN)

V_s : Kekuatan geser nominal oleh tulangan (kN)

2.4.2.1 Terhadap Aksi Geser Satu Arah

Kekuatan geser nominal pada struktur yang mendapat gaya geser maupun lentur dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (2.11)$$

2.4.2.2 Terhadap Aksi Geser Dua Arah

Keruntuhan ini terjadi apabila munculnya tegangan tarik diagonal yang berasal dari beban kolom yang didistribusikan ke pondasi. Cara menentukan nilai kuat geser yang terjadi pada suatu struktur yaitu dengan mengambil nilai terkecil pada persamaan berikut:

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (2.12)$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (2.13)$$

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (2.14)$$

Keterangan:

- b_o : Keliling dari penampang kritis pada pelat pondasi telapak (mm)
- d : Tinggi efektif pelat pondasi (mm)
- α_s : 40 untuk kolom dalam, 30 untuk kolom tepi dan 20 untuk kolom sudut
- β : Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek dari beban terpusat/daerah tumpuan
- λ : Faktor modifikasi beton normal = 1,0

2.5 Kapasitas Dukung Pondasi Rakit

Daya dukung tanah dapat diartikan sebagai kemampuan maksimal tanah dalam menahan gaya tekan dari struktur atas tanpa terjadinya *failure*. Sedangkan *failure* itu sendiri merupakan penurunan atau *settlement* yang berlebihan serta ketidakmampuan suatu tanah untuk melawan gaya geser dan meneruskannya ke dalam tanah (Bowles, 1992).

Pondasi rakit mempunyai permodelan yang mirip dengan pondasi telapak, hanya saja pondasi rakit melebar ke seluruh dasar bangunan. Oleh karena itu kapasitas dukung pondasi sama dengan pondasi telapak. Kapasitas dukung ijin (q_a) dapat dihitung dari kapasitas dukung ultimit dibagi dengan faktor keamanan yang sesuai dan nilai penurunan masih dalam batas toleransi (Hardiyatmo, 2014).

Berdasarkan analisis pondasi memanjang, Terzhagi memberikan pengaruh bentuk daya dukung ultimit pada Tabel 2.8.

Tabel 2.8 Faktor Daya Dukung Terzhagi

| Bentuk Pondasi | Kapasitas Dukung Ultimit (q_u) |
|--------------------------------------|---|
| Pondasi Bujur Sangkar | $q_u = 1,3.C.N_c + p_o.N_q + 0,4.\gamma.B.N_\gamma$ |
| Pondasi Lingkaran | $q_u = 1,3.C.N_c + p_o.N_q + 0,3.\gamma.B.N_\gamma$ |
| Pondasi Empat Persegi Panjang | $q_u = C.N_c (1+0,3 B/L) + p_o.N_q + 0,5.\gamma.B.N_\gamma (1 - 0,2 B/L)$ |

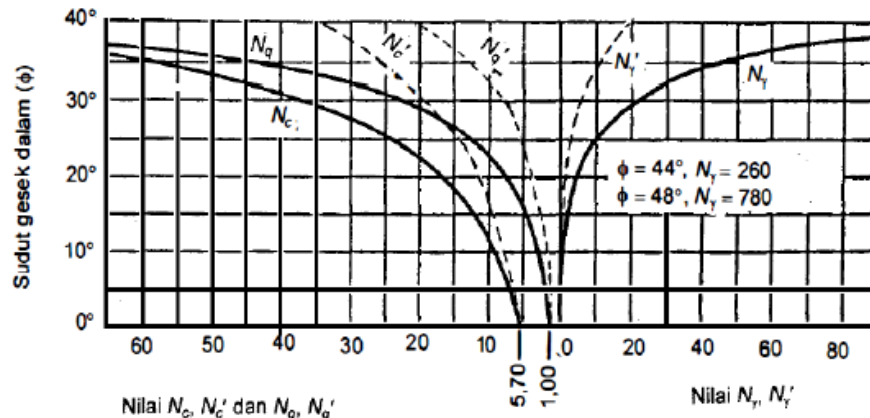
Sumber: Hardiyatmo (2014:122)

Keterangan

- C : Kohesi (kN/m²)
 Po : Tekanan overburden pada dasar pondasi (kN/m²)
 γ : Berat volume tanah yang dipertimbangkan terhadap kedudukan air tanah (kN/m³)
 Bw : Lebar pondasi (m)
 L : Panjang pondasi (m)
 N_γ, N_c, N_q : Faktor daya dukung Terzaghi sesuai Gambar 2.6 atau Tabel 2.9

Tabel 2.9 Kapasitas Dukung Ultimit Terzhagi

| Φ | Keruntuhan Geser Umum | | | Keruntuhan Geser Lokal | | |
|-----------|-----------------------|-------|------------|------------------------|--------|-------------|
| | N_c | N_q | N_γ | N_c' | N_q' | N_γ' |
| 0 | 5,7 | 1,0 | 0,0 | 5,7 | 1,0 | 0,0 |
| 5 | 7,3 | 1,6 | 0,5 | 6,7 | 1,4 | 0,2 |
| 10 | 9,6 | 2,7 | 1,2 | 8,0 | 1,9 | 0,5 |
| 15 | 12,9 | 4,4 | 2,5 | 9,7 | 2,7 | 0,9 |
| 20 | 17,7 | 7,4 | 5,0 | 11,8 | 3,9 | 1,7 |
| 25 | 25,1 | 12,7 | 9,7 | 14,8 | 5,6 | 3,2 |
| 30 | 37,2 | 22,5 | 19,7 | 19,0 | 8,3 | 5,7 |
| 34 | 52,6 | 36,5 | 35,0 | 23,7 | 11,7 | 9,0 |
| 35 | 57,8 | 41,4 | 42,4 | 25,2 | 12,6 | 10,1 |
| 40 | 95,7 | 81,3 | 100,4 | 34,9 | 20,5 | 18,8 |
| 45 | 172,3 | 173,3 | 297,5 | 51,2 | 35,1 | 37,7 |
| 48 | 258,3 | 287,9 | 780,1 | 66,8 | 50,5 | 60,4 |
| 50 | 347,6 | 415,1 | 1153,2 | 81,3 | 65,6 | 87,1 |



Gambar 2.6 Grafik hubungan ϕ dan N_γ , N_c , N_q (Hardiyatmo, 2014)

Sedangkan menurut Mayerhoff (1955), dalam menentukan kapasitas dukung pondasi perlu mempertimbangkan faktor bentuk pondasi, kemiringan beban, dan besar kuat geser tanah diatas pondasi. Persamaannya adalah sebagai berikut:

$$q_{ult} = Sc \, dc \, ic \, C \, N_c + Sq \, dq \, iq \, Po \, N_q + Sy \, dy \, iy \, 0,5B' \gamma \, N_\gamma \quad (2.15)$$

Keterangan:

- C : Kohesi (kN/m²)
 Po : Tekanan overburden pada dasar pondasi (kN/m²)
 γ : Berat volume tanah yang dipertimbangkan terhadap kedudukan air tanah (kN/m³)
 B' : Lebar efektif pondasi (m)
 Sc, Sq, Sy : Faktor bentuk pondasi sebagaimana Tabel 2.10
 dc, dq, dy : Faktor kedalaman pondasi sebagaimana Tabel 2.11
 ic, iq, iy : Faktor kemiringan beban sebagaimana Tabel 2.12
 N_γ, N_c, N_q : Faktor daya dukung Mayerhof sebagaimana Tabel 2.13

Tabel 2.10 Nilai faktor-faktor kapasitas dukung Mayerhof (1963), Hansen (1961), dan Vesic (1973)

| ϕ | Mayerhoff (1963) | | | Hansen (1961) | | | Vesic (1973) | | |
|--------|------------------|-------|------------|---------------|-------|------------|--------------|-------|------------|
| | N_c | N_q | N_γ | N_c | N_q | N_γ | N_c | N_q | N_γ |
| 13 | 9,81 | 3,26 | 0,74 | 9,81 | 3,26 | 0,78 | 9,81 | 3,26 | 1,97 |
| 14 | 10,37 | 3,59 | 0,92 | 10,37 | 3,59 | 0,97 | 10,37 | 3,59 | 2,29 |
| 15 | 10,98 | 3,94 | 1,13 | 10,98 | 3,94 | 1,18 | 10,98 | 3,94 | 2,65 |
| 16 | 11,63 | 4,34 | 1,37 | 11,63 | 4,34 | 1,43 | 11,63 | 4,34 | 3,06 |
| 17 | 12,34 | 4,77 | 1,66 | 12,34 | 4,77 | 1,73 | 12,34 | 4,77 | 3,53 |
| 18 | 13,10 | 5,26 | 2,00 | 13,10 | 5,26 | 2,08 | 13,10 | 5,26 | 4,07 |
| 19 | 13,93 | 5,80 | 2,40 | 13,93 | 5,80 | 2,48 | 13,93 | 5,80 | 4,68 |
| 20 | 14,83 | 6,40 | 2,87 | 14,83 | 6,40 | 2,95 | 14,83 | 6,40 | 5,39 |
| 21 | 15,81 | 7,07 | 3,42 | 15,81 | 7,07 | 3,50 | 15,81 | 7,07 | 6,20 |
| 22 | 16,88 | 7,82 | 4,07 | 16,88 | 7,82 | 4,13 | 16,88 | 7,82 | 7,13 |
| 23 | 18,05 | 8,66 | 4,82 | 18,05 | 8,66 | 4,88 | 18,05 | 8,66 | 8,20 |
| 24 | 19,32 | 9,60 | 5,72 | 19,32 | 9,60 | 5,75 | 19,32 | 9,60 | 9,44 |
| 25 | 20,72 | 10,66 | 6,77 | 20,72 | 10,66 | 6,76 | 20,72 | 10,66 | 10,88 |

Sumber: Hardiyatmo (2014:150)

Tabel 2.11 Faktor Bentuk Pondasi (Mayerhoff, 1963)

| Faktor Bentuk | Nilai | Keterangan |
|----------------|--|-------------------------------|
| Sc | $1 + 0,2 (B/L) \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2)$ | Untuk sembarang φ |
| $Sq = S\gamma$ | $1 + 0,1 (B/L) \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2)$ | Untuk $\varphi \geq 10^\circ$ |
| | 1 | Untuk $\varphi = 0$ |

Sumber: Hardiyatmo (2014:152)

Tabel 2.12 Faktor Kedalaman Pondasi (Mayerhoff, 1963)

| Faktor Bentuk | Nilai | Keterangan |
|----------------|--|-------------------------------|
| dc | $1 + 0,2 (D/B) \operatorname{tg} (45 + \varphi/2)$ | Untuk sembarang φ |
| $dq = d\gamma$ | $1 + 0,1 (D/B) \operatorname{tg} (45 + \varphi/2)$ | Untuk $\varphi \geq 10^\circ$ |
| | 1 | Untuk $\varphi = 0$ |

Sumber: Hardiyatmo (2014:152)

Tabel 2.13 Faktor Kemiringan Beban Pondasi (Mayerhoff, 1963)

| Faktor Kemiringan Beban | Nilai | Keterangan |
|-------------------------|---|-------------------------------|
| $ic=iq$ | $(1 - \frac{\delta^\circ}{90^\circ})^2$ | Untuk sembarang φ |
| $I\gamma$ | $(1 - \frac{\delta^\circ}{\varphi})^2$ | Untuk $\varphi \geq 10^\circ$ |
| | 1 | Untuk $\varphi = 0$ |

Sumber: Hardiyatmo (2014:152)

2.6 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang

Berdasarkan Sosrodarsono dan Nakazawa (2000), daya dukung ultimit pada pondasi tiang tunggal didapat dari besar tahanan ujung dan besar gaya gesek yang terjadi antara tiang dengan tanah dibagi dengan faktor keamanan sebagaimana persamaan berikut.

$$qu = \frac{Qb}{FK} + \frac{Qs}{FK} \quad (2.16)$$

$$qu = \frac{qd \cdot Ab}{FK} + \frac{\sum li \cdot fi \cdot U}{FK} \quad (2.17)$$

Keterangan

qu : Daya dukung ultimit satu tiang (ton)

Qb : Daya dukung ujung tiang (ton)

Qs : Gaya gesek tiang (ton)

Qd : Daya dukung terpusat tiang (ton)

Ab : Luas ujung tiang (m²)

li : Tebal lapisan tanah dengan geseran dinding tiang (m)

fi : Gaya geser maksimum dengan geseran dinding tiang (ton/m²)

2.6.1 Daya Dukung Kelompok Tiang

Daya dukung tiang kelompok dipengaruhi oleh konfigurasi tiang, jarak tiang, dan faktor efisiensi sebagaimana berikut.

$$Q_u = N \times E_f \times q_u \quad (2.18)$$

Keterangan

Q_u : Daya dukung kelompok tiang (ton)

N : Jumlah tiang

E_f : Faktor efisiensi tiang

q_u : Daya dukung tiang tunggal (ton)

Dengan nilai efisiensi daya dukung kelompok tiang dihitung dengan persamaan yang disarankan oleh Converse-Labarre dalam Hardiyatmo (2015:218).

$$E_f = 1 - \arctan \left[\frac{d}{s} \frac{(n' - 1)m + (m - 1)n}{90 m n'} \right] \quad (2.19)$$

Keterangan

E_f : Faktor efisiensi kelompok tiang

N : Jumlah tiang

d : Diameter tiang (m)

s : Jarak antar tiang (m)

m : Baris tiang

n : Jumlah tiang dalam satu baris

Jarak maksimal antar tiang pancang berdasarkan Uniform Building Code (UBC) dalam Sardjono (2000) sebagaimana persamaan berikut.

$$s \leq \frac{1,57 d m n}{m + n - 2} \quad (2.20)$$

Keterangan

s : Jarak antar tiang (m)

d : Diameter tiang (m)

m : Jumlah baris

n : Jumlah tiang dalam 1 baris

2.7 Penurunan (Settlement)

Suatu tanah yang terus menerus menerima beban suatu bangunan tidak mungkin partikelnya tidak mengalami pergerakan, dalam kata lain terjadi deformasi partikel tanah. Akibat beban diatas tanah menyebabkan tanah mengalami pemampatan dan keluarnya air atau udara pori, sehingga suatu bangunan mengalami penurunan.

Dua hal penting yang perlu diketahui ketika ingin melakukan perencanaan pondasi yaitu besarnya penurunan dan kecepatan penurunan. Penurunan yang terjadi pada setiap jenis tanah berbeda-beda. Penurunan pada tanah berpasir cenderung lebih cepat namun besar penurunan yang terjadi relative kecil. Berbeda dengan lapisan tanah lempung, penurunan yang terjadi lambat namun penurunannya besar.

Berdasarkan beban yang bekerja penurunan yang terjadi dibedakan menjadi 3 yaitu:

- a. penurunan segera,
- b. penurunan konsolidasi primer, dan
- c. penurunan konsolidasi sekunder.

Mengetahui total penurunan yang terjadi dapat menjumlahkan ketiga penurunan tersebut dan dinyatakan dengan menggunakan persamaan yang diungkapkan oleh Hardiyatmo (2014) sebagai berikut:

$$S = S_i + S_c + S_s \quad (2.21)$$

Dimana

- S : penurunan total (mm)
 S_i : penurunan segera (mm)
 S_c : penurunan konsolidasi primer (mm)
 S_s : penurunan konsolidasi sekunder (mm)

2.7.1 Penurunan Segera (*Immediate Settlement*)

Penurunan segera yaitu penurunan yang terjadi seketika bangunan menerima beban, dengan kata lain penurunan terjadi secara cepat dan hanya dalam hitungan hari. Besar penurunan cenderung kecil dan bersifat elastis, umumnya terjadi pada tanah lapisan pasir. Penurunan segera dapat dihitung dengan rumus:

$$S_i = \frac{q_n B}{E_s} (1 - \mu^2) l_p \quad (2.22)$$

Keterangan:

- S_i : Penurunan segera (m)
 Q_n : Tekanan pada dasar pondasi netto (kN/m²)
 B : Lebar pondasi (m) sebagaimana Tabel 2.16
 μ : Rasio poisson
 E_s : Modulus elastisitas tanah (Kpa) sebagaimana Tabel 2.14
 l_p : Faktor pengaruh yang tergantung dari kontak pondasi dan kekakuan pondasi sebagaimana Tabel 2.15

Tabel 2.14 Perkiraan modulus elastis (E) (Look,2007)

| Tipe | Kondisi | Modulus Elastisitas E (kPa) | |
|--|------------------|-----------------------------|----------------------------|
| Kerikil | Longgar | 25.000 - 50.000 | |
| | Kepadatan sedang | 50.000 - 100.000 | |
| | Padat | 100.000 - 200.000 | |
| Pasir butiarn sedang sampai kasar | Sangat longgar | < 5.000 | |
| | Longgar | 3.000 - 10.000 | |
| | Kepadatan sedang | 8.000 - 30.000 | |
| | Padat | 25.000 - 50.000 | |
| Pasir halus | Sangat padat | 40.000 - 100.000 | |
| | Longgar | 5.000 - 10.000 | |
| | Kepadatan sedang | 10.000 - 25.000 | |
| | Padat | 25.000 - 50.000 | |
| Lanau | Lunak Kaku | Jangka pendek; < 10.000 | Jangka panjang; < 8.000 |
| | | 10.000 - 20.000 | 8.000 - 15.000 |
| | Keras | > 20.000 | > 15.000 |
| | | Jangka pendek; < 3.000 | Jangka panjang; < 2.000 |
| Lempung | Sangat lunak | 2.000 - 7.000 | 1.000 - 5.000 |
| | Lunak | 5.000 - 12.000 | 4.000 - 8.000 |
| | Sedang | 10.000 - 25.000 | 7.000 - 20.000 |
| | Kaku | 20.000 - 50.000 | 15.000 - 35.000 |
| | Sangat kaku | 40.000 - 80.000 | 30.000 - 60.000 |

Sumber: Hardiyatmo (2014:281)

Tabel 2.15 Faktor pengaruh I_m (Lee,1962) dan I_p (Schleicer,1962) untuk pondasi kaku, dan faktor pengaruh untuk pondasi fleksibel (Terzaghi,1943)

| Bentuk fondasi | | | Fleksibel (I_p) | | Kaku | |
|------------------------------|--------------|-------|---------------------|-----------|-------|-------|
| | | | Pusat Sudut | Rata-rata | I_p | I_m |
| Lingkaran | 0,85 | 0,88* | 1,00 | 0,64 | | |
| Bujur sangkar | 0,95 | 0,82 | 1,12 | 0,36 | | |
| Empat persegi panjang | | | | | | |
| L/B | 1,5 | | 1,36 | 0,68 | 1,20 | 1,06 |
| | 2,0 | | 1,53 | 0,77 | 1,31 | 1,20 |
| | 5,0 | | 2,10 | 1,05 | 1,83 | 1,70 |
| | 10,0 | | 2,52 | 1,26 | 2,25 | 2,10 |
| | 100,0 | | 3,38 | 1,69 | 2,96 | 3,40 |

Sumber: Hardiyatmo (2014:278)

Tabel 2.16 Perkiraan rasio poisson (μ) (Bowles,1968)

| Macam Tanah | μ |
|--|------------|
| Lempung jenuh | 0,4 – 0,5 |
| Lempung tak jenuh | 0,1 – 0,3 |
| Lempung berpasir | 0,2 – 0,3 |
| Lanau | 0,3 – 0,35 |
| Pasir padat | 0,2 – 0,4 |
| Pasir kasar (angka pori, $e = 0,4 – 0,7$) | 0,15 |
| Pasir halus (angka pori, $e = 0,4 – 0,7$) | 0,25 |
| Batu (agak tergantung dari macamnya) | 0,1 – 0,4 |
| Loess | 0,1 – 0,3 |

Sumber: Hardiyatmo (2014:280)

Sedangkan menurut Janbu et al (1956) dalam Hardiyatmo (2014:283) rumus dalam menentukan penurunan segera pada pondasi rakit yang berada pada tanah yang memiliki sifat elastis, isotropis, dan homogeny dengan ketebalan tertentu adalah sesuai persamaan berikut:

$$S_i = \mu_1 \mu_2 \frac{q_n B}{E} \quad (2.23)$$

Keterangan:

S_i : Penurunan segera rata-rata (m)

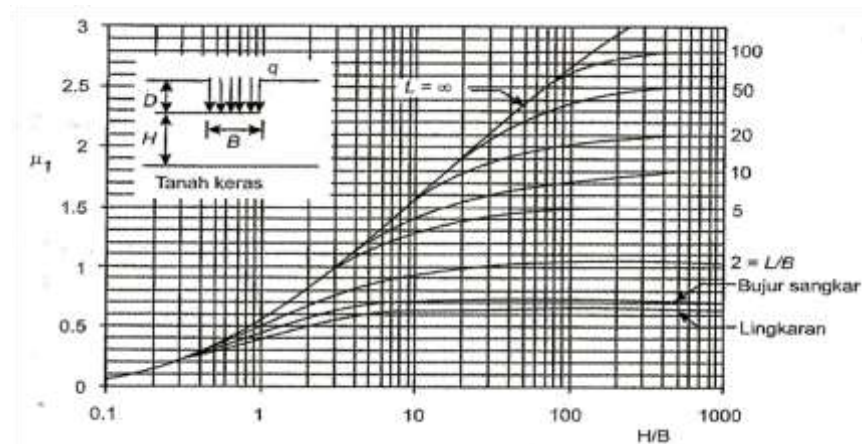
q_n : Tekanan pada dasar pondasi netto (kN/m²)

B : Lebar pondasi (m)

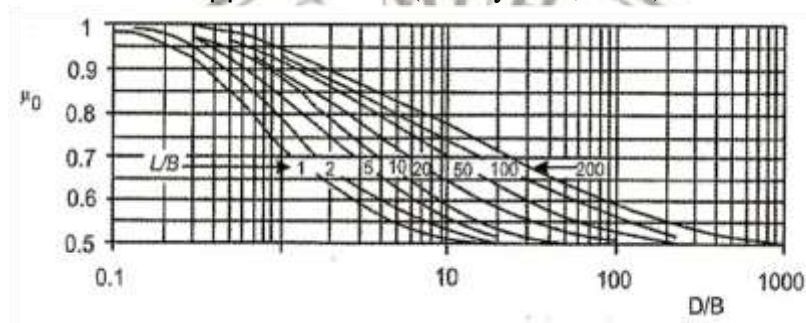
$\mu\mu_1$: Faktor koreksi lapisan ketebalan tanah sebagaimana Gambar 2.7

$\mu\mu_2$: Faktor koreksi kedalaman pondasi D_f sebagaimana Gambar 2.8

E : Modulus elastisitas tanah (Kpa)



Gambar 2.7 Grafik faktor koreksi lapisan kedalaman tanah $\mu\mu_1$ Janbu et al (Hardiyatmo, 2014)



Gambar 2.8 Grafik faktor koreksi kedalaman pondasi $\mu\mu_0$ Janbu et al (Hardiyatmo, 2014)

Menurut syarat Bowles (1997) dalam Hardiyatmo (2014:291) apabila suatu pondasi yang terletak pada tanah berpasir dan mempunyai lebar lebih dari 1,2 m maka penurunannya dihitung berdasarkan besar nilai N .

$$Si = \frac{4 q_n}{N} \left(\frac{B}{B + 1} \right)^2 \quad (2.24)$$

Keterangan:

Si : Penurunan segera dalam inci (1 inci = 2,54 cm)

q_n : Tekanan pada dasar pondasi dalam k/ft^2 ($1 k/ft^2 = 48,07 kN/m^2$)

B : Lebar pondasi dalam ft (1 ft = 30,48 cm)

N : Jumlah pukulan uji SPT

2.7.2 Penurunan Konsolidasi (*Consolidation Settlement*)

Apabila penurunan segera yang sudah dibahas sebelumnya terjadi pada lapisan tanah berpasir, penurunan konsolidasi ini terjadi pada tanah lempung. Terjadi karena keluarnya air dan udara dalam pori tanah. Penurunan terjadi lebih lama namun nilainya cukup besar. Besar penurunan yang terjadi tergantung dari lamanya waktu pembebanan. Berdasarkan periodenya, penurunan konsolidasi dibedakan menjadi 2 yaitu:

- a. Penurunan Konsolidasi Primer, terjadi karena akibat beban yang menekan tanah sehingga membuat keluarnya air dan udara dari tanah. Menurut Braja (1995:194) dapat dihitung dari persamaan berikut:

$$S_c = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o} \quad (2.25)$$

Keterangan

C_c : Indeks pemampatan

H : Tebal lapisan tanah (m)

P_o : Tekanan awal akibat berat tanah (kN/m²)

Δp : Penambahan tekanan (kN/m²)

e_0 : Angka pori awal

- b. Penurunan Konsolidasi Sekunder, terjadi karena akibat perpindahan butiran partikel tanah menuju posisi yang lebih stabil

2.7.3 Penurunan Ijin

Berdasarkan RSNI Geoteknik (2017:178) besar penurunan pada bangunan tinggi diharuskan memenuhi persamaan sebagai berikut:

$$S < 15 + \frac{b \text{ (cm)}}{600} \quad (2.26)$$

Keterangan:

S : Penurunan ijin (cm)

b : Lebar pondasi (cm)

2.7.4 Waktu Konsolidasi

Waktu konsolidasi perlu diketahui dan dipertimbangkan pada penurunan pondasi yang cukup besar, apakah masih dalam batas wajar dan aman atau tidak. Menurut Hardiyatmo (2014:310) rumus mencari waktu penurunan konsolidasi atau t dapat ditentukan menggunakan persamaan berikut:

$$t = \frac{T_v H_t^2}{C_v} \quad (2.27)$$

Keterangan :

- t : Waktu konsolidasi (tahun)
 T_v : Faktor waktu
 H_t : Panjang lapisan drainase
 $H_t = H$ (drainase tunggal)
 $H_t = H/2$ (drainase dobel)
 H : Tebal lempung yang mampat (m)
 C_v : Koefisien konsolidasi (m²/det)

Besar nilai T_v berhubungan dengan besar persen konsolidasi yang ingin direncanakan, sebagaimana pada Tabel 2.17.

Tabel 2.17 Hubungan derajat konsolidasi (U) dengan faktor waktu (T_v)

| U% | T_v |
|-----|----------|
| 60 | 0,287 |
| 70 | 0,403 |
| 80 | 0,567 |
| 90 | 0,484 |
| 100 | ∞ |

Sumber: Hardiyatmo (2014:311)

2.8 Kontrol Stabilitas Pondasi Rakit

Bangunan tidak hanya menerima satu jenis gaya saja, namun bangunan menerima gaya horizontal yang berasal dari gempa dan angin serta gaya vertikal akibat gaya gravitasi. Untuk mengetahui apakah suatu bangunan mampu menahan guling maupun geser maka perlu dikontrol stabilitasnya.

2.8.1 Kontrol Stabilitas Guling

Kontrol stabilitas bangunan terhadap guling dipengaruhi oleh beberapa faktor yaitu besar gaya momen yang terjadi, eksentrisitas, serta beban-beban dari arah vertikal. Suatu bangunan dikatakan aman terhadap guling apabila memenuhi persamaan dari Hardiyatmo (2014:488) sebagai berikut:

$$\frac{\sum M_w}{\sum M_{gl}} \geq 1,5 \quad (2.28)$$

Keterangan:

M_w : Momen penahan guling (kN.m)

M_{gl} : Momen penyebab guling (kN.m)

Momen penahan guling dapat dihitung dengan persamaan :

$$M_w = W \times d$$

Keterangan:

W : berat sendiri bangunan (kN)

d : jarak titik beban ke titik guling (m)

2.8.2 Kontrol Stabilitas Geser

Gaya geser merupakan gaya yang terjadi akibat pengaruh gaya horizontal seperti gaya angin maupun gempa, sehingga menyebabkan bergeser nya suatu bangunan. Dikatakan aman terhadap gaya geser yang terjadi apabila memenuhi persamaan yang diuraikan oleh Hardiyatmo (2014:485) sebagai berikut:

$$\frac{\sum R_h}{\sum P_h} \geq 2,0 \quad (2.29)$$

Keterangan:

R_h : gaya penahan geser

P_h : gaya penyebab geser

Gaya penahan geser tanah $C > 0$ dan $\Theta > 0$ dapat dihitung dengan persamaan:

$$R_h = C A + V' \tan \Theta \quad (2.30)$$

Keterangan :

C : kohesi tanah pada permukaan yang mengalami geser (kN/m^2)

A : luas area permukaan geser (m^2)

V' : beban vertikal efektif (kN)

Θ : sudut geser tanah

2.8.3 Kontrol Stabilitas Gaya Angkat (Uplift)

Gaya angkat yang terjadi ditahan oleh berat pondasi itu sendiri, gesekan tanah serta berat tanah. Besarnya gaya tarik dapat ditentukan menggunakan persamaan yang diuraikan oleh Hardiyatmo (1996:116) sebagai berikut.

$$P_t = W_p + W_t + F_r \quad (2.31)$$

Keterangan:

P_t : gaya tahanan terhadap gaya tarik (kN)

W_p : berat pelat pondasi (kN)

W_t : berat tanah di atas pondasi (kN)

F_r : tahanan gesek tanah yang bergeser (kN)

Gaya penahan gesek dapat dihitung dengan persamaan:

$$F_r = C A \quad (2.25) \quad (\text{Untuk tanah kohesif})$$

$$F_r = 0,5 D_f \gamma A K_0 T_g \varphi \quad (2.26) \quad (\text{Untuk tanah granuler})$$

Keterangan:

C : Kohesi tanah (kN/m^2)

A : Luas area selimut tanah yang tertarik (m^2)

K_0 : Beban vertikal efektif (kN)

φ : Sudut geser tanah

D_f : Kedalaman pondasi (m)

2.9 Penulangan Pondasi Rakit

Menurut Rusdianto (2005), dalam merencanakan penulangan lentur diperlukan langkah-langkah seperti di bawah ini:

- a. Menentukan dan merencanakan dimensi pondasi, yaitu lebar (b) dan tinggi efektif (d)

$$K = \frac{Mu}{\phi b d^2} \quad (2.32)$$

Keterangan

Mu : Besar momen yang terjadi (Kg.m)

ϕ : Faktor reduksi

d : Tinggi efektif pondasi (m)

b : Lebar pondasi (m)

- b. Menghitung luas tulangan rencana dan luas tulangan pakai, dengan menggunakan rumus:

$$\omega = \beta_1 - \sqrt{0,72 - 1,7 \frac{K}{F_c'}} \quad (2.33)$$

$$\rho = \omega \frac{F_c'}{F_y} \quad (2.34)$$

$$\rho_b = \frac{0,8 F_c'}{F_y} \beta_1 \left(\frac{600}{600 + F_y} \right) \quad (2.35)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b \quad (2.36)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{F_y} \quad (2.37)$$

Memeriksa rasio tulangan tarik : $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$

- c. Menghitung luas tulangan rencana dan luas tulangan pakai, dengan menggunakan rumus.

$$As = \rho \cdot b \cdot d_{rencana} \quad (2.38)$$

Keterangan:

ρ : Rasio tulangan

B : Lebar balok (m)

d : Tinggi balok rencana (m)

Luas tulangan pakai harus lebih besar atau sama dengan luas tulangan rencana, dimensi dan luas tulangan dapat ditentukan dengan mengambil dari Tabel 2.18.

Tabel 2.18 Luas Penampang Tulangan Baja Per Meter Panjang Plat

| Diameter Batang (mm) | Luas Penampang (mm) | | | | | | | |
|----------------------|---------------------|-------|-------|-------|------|------|------|------|
| | Jarak Spasi (mm) | | | | | | | |
| | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 | 250 | 300 |
| 10 | 785 | 628 | 524 | 449 | 393 | 349 | 314 | 262 |
| 12 | 1131 | 905 | 754 | 646 | 565 | 503 | 452 | 377 |
| 13 | 1327 | 1062 | 885 | 758 | 664 | 590 | 531 | 442 |
| 14 | 1539 | 1232 | 1026 | 880 | 770 | 684 | 616 | 513 |
| 16 | 2011 | 1608 | 1340 | 1149 | 1005 | 894 | 804 | 670 |
| 19 | 2835 | 2268 | 1890 | 1620 | 1418 | 1260 | 1134 | 945 |
| 22 | 3801 | 3041 | 2534 | 2172 | 1901 | 1689 | 1521 | 1267 |
| 25 | 4909 | 3927 | 3272 | 2805 | 2454 | 2182 | 1963 | 1636 |
| 28 | 6158 | 4926 | 4105 | 3519 | 3079 | 2737 | 2463 | 2053 |
| 29 | 6605 | 5284 | 4403 | 3774 | 3303 | 2936 | 2642 | 2202 |
| 32 | 8042 | 6434 | 5362 | 4596 | 4021 | 3574 | 3217 | 2681 |
| 36 | 10179 | 8143 | 6786 | 5816 | 5089 | 4524 | 4072 | 3393 |
| 40 | 12566 | 10053 | 8378 | 7181 | 6283 | 5585 | 5027 | 4189 |
| 50 | 19635 | 15708 | 13090 | 11220 | 9817 | 8727 | 7854 | 6545 |

Sumber: Dipohusodo (1994:459)

2.10 Tegangan Tanah pada Pondasi

Tanah yang berada di dasar pondasi mengalami tegangan karena mendapat tekanan dari berat tanah di atasnya atau biasanya disebut dengan tekanan *overburden* (P_o). Yang mempengaruhi besar tekanan dari *overburden* suatu tanah adalah ketinggian muka air tanah. Dan apabila terdapat penambahan beban di atas tanah tersebut maka terjadi tegangan tanah tambahan (*stress increment*).

Menurut Hardiyatmo (2014), dalam menganalisa tegangan yang terjadi di bawah tanah didasari anggapan bahwa tanah mempunyai sifat elastis, isotropis, homogen, dan terdapat hubungan linier antara tegangan dan regangan. Metode analisa tambahan tegangan tanah antara lain:

1. Metode beban titik
2. Metode beban terbagi rata berbentuk lajur memanjang
3. Metode beban terbagi rata berbentuk empat persegi panjang
4. Metode beban terbagi rata berbentuk lingkaran
5. Metode penyebaran 2V:1H